岩石の凍結融解による強度劣化の推定法と現地観測による検証

A Study on Presumption Method of Deterioration of Rock Strength
by Freezing and Thawing

○日下部祐基，伊東佳彦，佐藤博知（土木研究所　寒地土木研究所）
Yuki Kusakabe, Yoshihiko Ito, Hirotomo Sato

1. はじめに

岩石の凍結融解による強度劣化は，岩盤崩落を引き起こすなど土木の現場で大きな問題になっている．しかし，凍結融解と強度等の工学特性の間については，普遍的な相関がみられないことを示すもの[1]があるいっぽう，１軟岩の実験から強度劣化が飽和度に大きく依存するとして推定法を示したもの[2]もあり，両者の関係は単純でない．また，根岸ら[3]は，音波Ｐ波速度と一軸圧縮強さの低減率比，および凍結融解サイクル数の関係を報告しているが，強度劣化の予測手法の確立までには至っていない．

ここでは，北海道に分布する岩石について 300 ｻｲｸﾙまでの繰り返し凍結融解を実施した結果に基づく新しい岩石の強度劣化推定法[4]と，長期間の現地観測結果を用いて，その適用性を検討した結果について報告する．

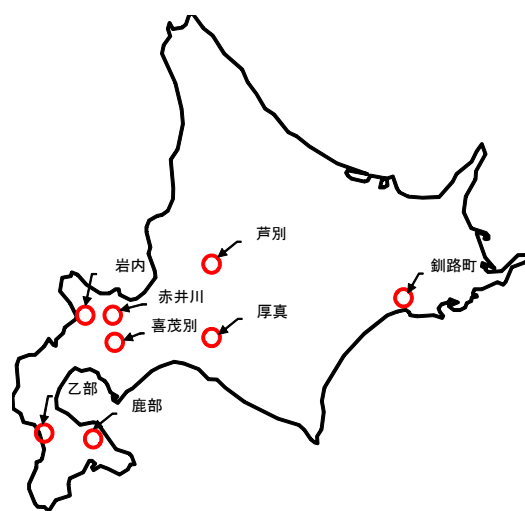
2. 強度劣化推定法の検討

2.1 試験に用いた岩石

試料の岩種は，堆積岩類 12（礫岩 1，砂岩 8，泥岩 3），火山岩類 4（安山岩 4），火山砕屑岩類 4（火山礫凝灰岩１，凝灰質砂岩１，流紋岩質凝灰岩１，水冷破砕岩 1）の計 20 試料である．試料採取箇所は，北海道開発局が所管する道路建設工事箇所から採取した．試料採取地を，**図－1** に示す．なお，釧路町の工事箇所は，後述する現地観測を行った箇所である．

2.2 試験方法

対象岩石の凍結融解による物理力学特性値の変化を求めるため，凍結融解を繰り返した後の比重吸水試験，超音波伝播試験，および一軸圧縮試験を実施した[5]．

供試体の作成は JIS M 0301 に準拠した．供試体のサイズは，直径約 50mm，長さ約 100mm であり，数量は１試料複数本用意した．凍結融解の温度条件は，コンクリートの凍結融解試験[6]に準じて，供試体中心温度（制御用コンクリートダミー供試体の中心温度）で

図－１　試料採取位置図

表－１　実験結果表

No.	試料名	岩種	採取地	吸水率 (%)	有効間隙率 (%)	飽和密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	動弾性係数 (kN/m²)	一軸圧縮強さ (MN/m²)	圧縮強さ比係数
1	春採層　砂岩１	堆積岩	釧路町	5.62	13.05	2.45	2.32	3.43	1.79	2.05E+07	31.1	-0.0157
2	春採層　砂岩２	〃	〃	5.08	12.16	2.52	2.40	3.60	1.72	2.02E+07	35.1	-0.0065
3	雄別層　砂岩	〃	〃	10.42	21.86	2.32	2.10	1.26	0.51	1.61E+06	6.7	-0.0214
4	雄別層　泥岩１	〃	〃	6.46	14.63	2.41	2.27	2.14	0.93	5.75E+06	7.7	-0.1939
5	雄別層　泥岩２	〃	〃	6.46	14.63	2.41	2.27	2.38	0.77	4.00E+06	3.3	-0.3472
6	天寧層　礫岩	〃	〃	1.60	4.13	2.62	2.58	4.53	2.22	3.48E+07	98.0	-0.0010
7	天寧層　炭質泥岩	〃	〃	7.67	15.77	2.21	2.05	2.42	0.85	4.53E+06	6.7	-0.0732
8	春日層　火山礫凝灰岩	火砕岩	赤井川	14.31	26.32	2.10	1.83	2.43	1.14	7.43E+06	9.3	-0.0192
9	春日層　風化安山岩	火山岩	〃	4.77	11.24	2.47	2.35	3.86	1.86	2.30E+07	32.8	-0.0041
10	春日層　安山岩	〃	〃	2.25	5.75	2.60	2.55	4.71	2.21	3.45E+07	60.0	-0.0010
11	館層　粗粒砂岩	堆積岩	乙部	24.63	39.20	1.99	1.60	2.66	1.31	9.16E+06	8.1	-0.1328
12	館層　細粒砂岩	〃	〃	33.00	46.38	1.86	1.40	2.31	1.07	5.78E+06	9.4	-0.3329
13	流紋岩質凝灰岩	火砕岩	鹿部	14.43	26.25	2.08	1.82	2.70	1.50	1.20E+07	12.9	-0.0438
14	凝灰質砂岩	〃	〃	27.09	41.55	1.95	1.54	1.22	0.59	1.89E+06	0.8	-0.3044
15	蝦夷層群　砂岩	堆積岩	芦別	2.11	5.24	2.58	2.53	4.26	2.14	3.37E+07	58.5	-0.0011
16	川端層　砂岩１	〃	厚真	6.22	14.05	2.41	2.27	2.80	1.35	1.22E+07	11.0	-0.0235
17	川端層　砂岩２	〃	〃	7.07	15.91	2.41	2.25	2.71	1.39	1.22E+07	26.1	-0.1127
18	美笛層　風化安山岩１	火山岩	岩内	5.17	11.82	2.48	2.36	4.52	2.22	3.30E+07	20.8	-0.0004
19	美笛層　風化安山岩２	〃	〃	13.08	25.65	2.22	1.97	3.01	1.53	1.33E+07	5.4	-0.1677
20	水冷破砕岩	火砕岩	喜茂別	3.49	7.53	2.25	2.17	4.32	2.21	2.88E+07	61.8	-0.0032
21	春採層　礫岩	堆積岩	釧路町	3.54	8.70	2.54	2.46	4.09	2.03	6.89E+06	49.4	＊

＊No.21 春採層礫岩は凍結融解後の強度低下がみられなかったことから，圧縮強さ比係数が求められていない．

-18℃～+5℃になるように設定し，1 日約 8 サイクル（以下，サイクルの単位を c と記す.）とし，凍結融解サイクルを最大 300c とした.

2.3　試験結果と考察

(1)　試験結果

試験結果を**表－１**に示す．試験に用いた岩石の一軸圧縮強さは，最大値が 98.0MN/m^2（天寧層礫岩，釧路町），最小値が 0.8 MN/m^2（凝灰質砂岩，鹿部）で軟岩を中心として，硬岩をカバーしている.

同表に示した圧縮強さ比係数とは，岩石の強度劣化を定量化する指標として考えたものである．圧縮強さ比係数 sf とは，任意凍結融解サイクル c 後の一軸圧縮強さ qu_c と初期一軸圧縮強さ qu_0 との比を圧縮強さ比 $s_c(=qu_c/\ qu_0)$として，これをもとに凍結融解サイクル c との回帰計算により自然対数の指数で表したものである．回帰計算には，縦軸切片を 1.0 に固定（0c の圧縮強さ比は 1.0 になる.）した指数近似曲線を用いた．回帰計算による圧縮強さ比を s として式で示すと以下のとおりである.

$$s = \exp(sf \cdot c) \qquad (1)$$

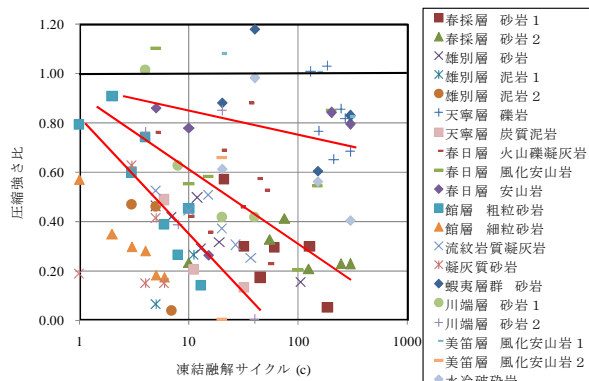
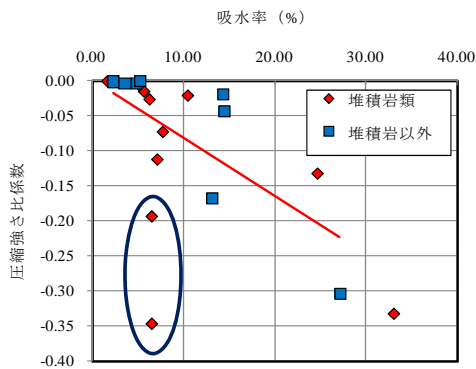
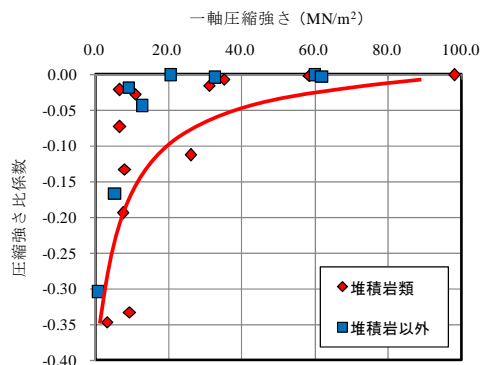
ここに，s：圧縮強さ比（任意凍結融解サイクルc後の一軸圧縮強さqu_cと初期一軸圧縮強さqu_0との比 $(=qu_c/qu_0)$），c：凍結融解サイクル

圧縮強さ比係数の算出例を**図－２**に示す．縦軸切片を 1.0 に固定すると，圧縮強さ比係数 $sf=$ -0.0157 が得られる．この係数が小さくなるほど（絶対値は大きくなるほど）強度低下が大きいことを示す．**図－３**に，全試料の凍結融解サイクルと圧縮強さ比との関係を示す. 対数軸の凍結融解サイクルに対して圧縮強さ比は，直線的に減少する傾向を示す試料が見られる.

強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数と物理力学特性値との関係の代表例として，物理特性には吸水率を，力学特性には一軸圧縮強さを用いてそれらの関係を示す.

図－４に，吸水率と強度劣化の指標の圧縮強さ比係数との関係を示す．ばらつきがあるものの圧縮強さ比係数は，吸水率が大きいほど小さくなり（絶対値は大きくなる）負の比例関係がみられる．また，一軸圧縮強さと圧縮強さ比係数との関係を**図－５**に示す．これらの間には負の反比例の関係がみられる.

他の物理力学特性と各指標との関係についても同様の関係がみられ，強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数と物理力学特性値との関係には，上記２種類の関係

図－２　凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係（圧縮強さ比係数を求めた１例）

図－３　全試料の凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係

図－４　吸水率と圧縮強さ比係数の関係

図－５　一軸圧縮強さと圧縮強さ比係数の関係

表－２　現地観測結果（釧路町）

一軸圧縮試験実施年度	春採層　礫岩			春採層　砂岩			雄別層　砂岩		
	凍結融解サイクル（累計）	一軸圧縮強さ q_u (MPa)	圧縮強さ比	凍結融解サイクル（累計）	一軸圧縮強さ q_u (MPa)	圧縮強さ比	凍結融解サイクル（累計）	一軸圧縮強さ q_u (MPa)	圧縮強さ比
2002	0	49.43	1.00	0	35.06	1.00			
2003	5	30.45	0.62	4	27.93	0.80			
2004	45	30.42	0.62	15	27.15	0.77			
2005	53	40.83	0.83	19	34.53	0.98	0	9.39	1.00
2006	61	28.11	0.57	24	24.10	0.69	12	10.26	1.09
2008	68	52.40	1.06	31	29.70	0.85	38	7.94	0.85
2010	72	28.80	0.58	66	12.50	0.36	40	3.63	0.39

に分類されることが確認された．次項の強度劣化の推定に用いる特性値としては，それぞれの傾向の代表例として示した吸水率と一軸圧縮強さを用いる．

なお，**図－４**の丸で囲んだ 2 点は，堆積岩類の試料No.４ と No.５ の雄別層泥岩で同一試料である．No.４ が堆積層の層理を水平にして，No.５ が層理を鉛直にして，それぞれ一軸圧縮強さを求めたもので，吸水率などの物性値は同じ値になる．このことから，堆積岩では地層構造の違い，換言すると異方性がこれらの相関に影響することが分かる．今回の試験データでは，同一試料で層理の方向を変えた試験は，この 1 試料のみであることからこの影響を定量的に明らかにすることができない．今後の検討課題と考える．

(2)　考察（圧縮強さ比係数による推定法の検討）

ここでは，実用性を考慮して 20 種類の岩石データを用いて統計計算による推定法を検討する．

推定法は，強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数を，前述した特性値の吸水率と一軸圧縮強さとの相関式を求めて推定する．相関式は回帰計算により求めるが，計算に用いる各特性値および指標を平均値あるいは最大値で除して正規化した．これは回帰計算から求められる係数の位を同程度にするためである．

各値の正規化は，圧縮強さ比係数 *sf* と吸水率 *ab*(%) 一軸圧縮強さ *qu* (MN/m²) の平均値（圧縮強さ比係数の平均値 A=-0.1，吸水率の平均値 C=10%，一軸圧縮強さの平均値 D=25MN/m²）を用いた．

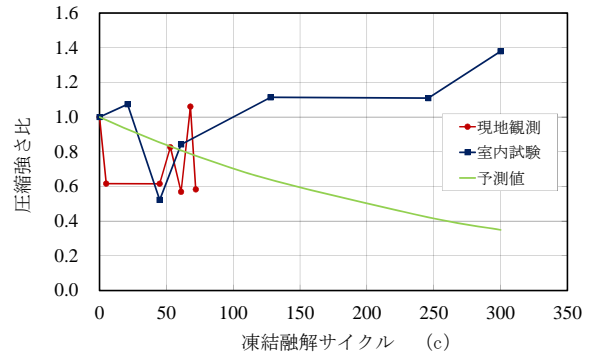
これらの関係から吸水率比と一軸圧縮強さ比を変数として，圧縮強さ比係数比との重回帰計算を行った．得られた式は以下の通りである．

$$\left(\frac{sf}{A}\right) = 0.19\left(\frac{ab}{C}\right)^{1.03}\left(\frac{qu}{D}\right)^{-0.91} \quad \boxed{R^2=0.691} \qquad (2)$$

ここに，*sf*：圧縮強さ比係数，*ab*：吸水率 (%)，*qu*：一軸圧縮強さ(MN/m²)，　A：定数(-0.1)，C：定数(10%)，D：定数(25MN/m²)

3.　推定式の現地観測による検証

3.1　現地観測概要

試験対象岩石は，前項2.1で示した北海道釧路町に分布する古第三紀の春採層礫岩・砂岩と雄別層砂岩である．現地観測では，現地岩石の凍結融解サイクルを求めるために，各岩石が分布する岩盤を平坦にしてボーリングを行い，その孔内に地中温度計を深度方向に数点設置して30分間隔の自動観測を行った．また，現地岩石の凍結融解後の強度劣化を求めるために，越冬後に各観測孔近隣でコアを採取して一軸圧縮試験を実施した．観測は，春採層礫岩・砂岩は2002年から2010年まで，雄別層砂岩は2005年から2010年まで実施した．なお，地中温度計による自動観測は，計器の長期耐久性の限界により2010年に終了撤去した．

図－６　凍結融解回数累計と圧縮強さ比（春採層礫岩）

3.2　試験結果と考察

表－２に現地観測結果を示す．各岩石の凍結融解サイクルは，各深度の観測温度がプラスからマイナスに変化した回数を計数し，岩盤表面より深度70cmまでの観測点の平均値を用いた．これは，強度劣化を求めるための現地コア採取深度が70cm以浅としたことに合わせたものである．表中の圧縮強さ比とは，現地観測初年度の一軸圧縮強さに対する各年度の一軸圧縮強さとの比である．

図－６，７，８に各岩石の現地観測と推定法の検討で行った室内試験の結果，および強度劣化推定法による予測値の凍結融解サイクルと圧縮強さ比の関係を示す．推定法による予測値は，前項で示した(2)式より圧縮強さ比係数*sf*を求めて(1)式に代入し，任意凍結融解サイクル*c*後の圧縮強さ比*s*を算出した．

図－６の春採層礫岩では，現地観測と室内試験の値に類似した傾向がみられるが，予測値にはみられない．

この岩石の室内試験の結果では，**表－１にある**ように長期の強度劣化がみられないとの判定であった．しかしながら，推定法の式に各物性値を代入すると必ず強度劣化が数値で求められる．このことから推定法の適用範囲を設定する必要があると推測される．

図－７の春採層砂岩では，現地観測値は室内試験と予測値とも類似して減少傾向を示している．この関係では，例えば岩石の圧縮強さが初期の1/2（初期強度を**表－２**の2002年度qu=35MPaとするとqu/2=17.5MPa）になる凍結融解サイクルを予測した場合は，推定式で100cに対して，現地観測では55c，室内試験では10cになる．現状では推定式の値は強度劣化を少なく予測していることから危険側になり，今後さらに精度の向上を図ることが必要と考える．

図－８の雄別層砂岩では，現地観測結果は初期の凍結融解サイクルで圧縮強さ比が1.0以上を示し，室内試験結果や予測値と異なった傾向を示している．これは，対象岩盤の岩石強度のバラツキが影響したものと考えられる．

これらのことから，岩石の凍結融解による強度劣化推定法は，岩石強度にバラツキがある岩盤では難しいが，ある程度均質な岩盤では強度劣化を予測できることが推察される．

4.　まとめと今後の課題

得られた結果は，以下のとおりである．

１）吸水率と一軸圧縮強さから，強度劣化の指標とした圧縮強さ比係数 sf を推定して圧縮強さ比 s と凍結融解サイクル c の関係を求める推定法を構築した．

$$\left(\frac{sf}{A}\right) = 0.19\left(\frac{ab}{C}\right)^{1.03}\left(\frac{qu}{D}\right)^{-0.91}$$

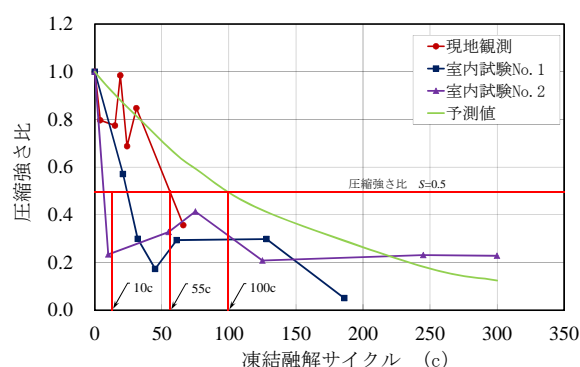
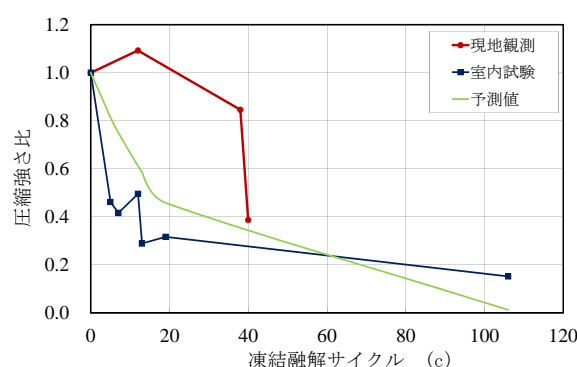
$$s = \exp(sf \cdot c)$$

ここに，sf：圧縮強さ比係数，ab：吸水率 (%)，qu：一軸圧縮強さ(MN/m^2)，　A：定数(-0.1)，C：定数(10%)，D：定数(25MN/m^2)，s：圧縮強さ比，c：凍結融解サイクル

２）ある程度均質な岩盤では，岩石の凍結融解による強度劣化推定法は，現地観測結果と類似した傾向を示した．また，強度劣化推定法には適用範囲を設定する必要があることが推測された．

5.　おわりに

ここでは，コンクリートの凍結融解試験条件下での岩石の強度劣化を，定量的に推定する方法を考案し，現地観測結果と比較検討してその適用性を示した．本成果が，岩切法面の設計・施工，あるいは維持管理に関しての一助になれば幸いである．

本報告をまとめるにあたり，北海学園大学工学部小野丘教授（博士）には，貴重なご助言をいただいた．また，国土交通省北海道開発局の関係各位には，岩石試料や調査資料などの提供をしていただいた．ここに深く感謝の意を表します．

図－７　凍結融解回数累計と圧縮強さ比（春採層砂岩）

図－８　凍結融解回数累計と圧縮強さ比（雄別層砂岩）

参考文献

1) 中村大，後藤隆司，鈴木輝之，伊藤陽司，山下聡：岩石の凍上に関する基礎的研究－岩石の内部構造，物性値の比較を基にした凍上メカニズムの解明－，Journal of MMIJ, Vol.124, No.4,5,pp.231～239, 2008

2) 京谷孝史，白鏞，恩田千早：多孔質軟岩（大谷石）の凍結融解による力学特性劣化の定量的把握について，土木学会論文集，No.652，Ⅲ-51，pp103～114，2000

3) 根岸正充，小林雄一：凍結融解作用による軟岩の強度低下率，第22回北海道開発局技術研究発表会論文集，pp51～56，1979

4) 伊東佳彦，日下部祐基，阿南修司：凍結融解による岩石劣化の評価法についての研究，（社）地盤工学会，第45回地盤工学研究発表会，pp.437～438，2010

5) 日下部祐基，伊東佳彦，岡﨑健治，高橋克也：岩盤風化を伴う道路路床の合否判定法に関する研究，開発土木研究所月報，No.601，pp35～39，2003

6) （社）土木学会：コンクリート標準示方書［規準編］，pp323～326，2002

多基準分析手法（AHP）の適用事例

The Application Example of Multi-Criteria Analysis Method(AHP)

○河又久雄，酒井博章，新妻重明（開発工営社）

Hisao Kawamata, Hiroaki Sakai, Shigeaki Niitsuma

1. はじめに

斜面の危険度評価や地山評価においては，複数の尺度の異なる評価基準をもとにして，総合的な判断が求められる．通常，各評価項目の中から地形・地質・地下水状況など様々な要素を踏まえ，重要度を定性的に判断している．

ここでは，定性的な重要度判定を多基準分析手法の一つである AHP(Analytic Hierarchy Process)を適用し，数値化やランク化することで定量評価を行った事例について報告する．

2. AHP の概要

AHP は，意思決定における問題の分析において，人間の主観的判断とシステムアプローチとの両面からこれを決定する問題解決型の意思決定手法で，ピッツバーグ大学の Thomas L Saaty が 1971 年に提唱した．

AHP の概要は，意思決定過程を階層構造化して視覚化し，その重要度を数学的に数量化することにより，意思決定過程を明確化するものである．

具体的には，複数個ある評価項目の中から順次二つずつ取り出した項目を，意思決定者が一対比較してその重要度をもとに総合的な決定を行う．AHP の特徴としては以下が上げられる．

＜AHP の長所＞

◇評価基準が多く，共通尺度がない場合でも判断が可能である．

◇主観的価値基準によって，最も高い評価の代替案を選択できる．

◇不明瞭な要因を持ち定量分析が不可能な問題も可能である．

◇複雑な決定構造を階層化し，思考過程を明確化(視覚化)できるため，意識構造分析が可能である．

◇データ種類に影響されず修正が容易なため，感度分析が可能である．

＜AHP の短所＞

◆階層構造が重要であり，結果がそれに左右される．

◆要素が多くなると一対比較が多くなり，作業量が膨大となる．

3. AHP の手順

【手順①】

対象とする問題を，全体目的から順次具体的な複数の下位目的へと階層化し，最下位層に評価案をおいた階層関係をつくる(図-1)．

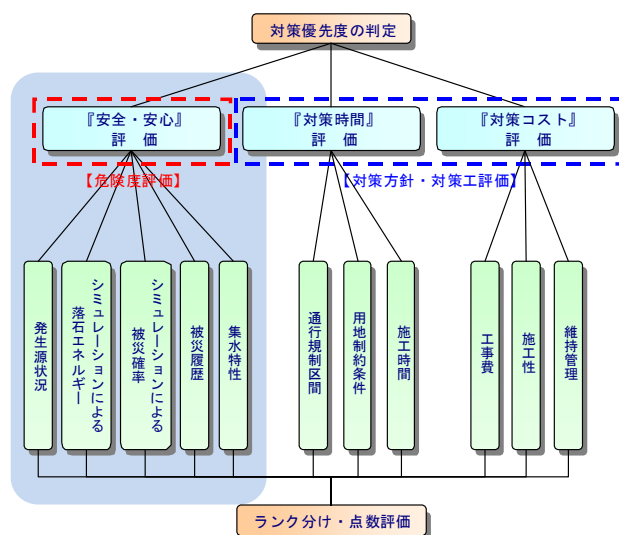



図-1　対策優先度検討における AHP 階層図例

【手順②】

各階層の同一レベル内の評価要素 i,j について，直上の評価に対する重要度を一対比較により，主観的価値基準によって相対的(i は j に対してどれくらい重要か)に判定する．

一対比較行列 paired comparison matrix

$$A=\begin{bmatrix} a_{11} & \cdots & a_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & \cdots & a_{nn} \end{bmatrix} \in R^{n\times n} \quad \text{ただし,} \quad a_{ij}>0 \ (\forall i,j), \quad a_{ji}=\frac{1}{a_{ij}} \ (\forall i,j), \quad \sum_{i=1}^{n} a_{ij}=1 \ (\forall j)$$

【手順③】

一対比較行列から重みを計算し，階層構造に従い統合評価を行う．各階層の重みの総和は 1 となる．

一対比較行列の算出は，固有値法や幾何平均法など様々な種類があり，表計算の Excel 等で計算できる．

一対比較行列から重みの計算

- 主固有ベクトル w=$(w_1,w_2,\ldots,w_n)$
  - ○ $Aw=\lambda w \ (w\neq 0)$
- 幾何平均 g=$(g_1,g_2,\ldots g_n)$
  - ○ $g_i := \dfrac{p_i}{\sum_{i=1}^{n} p_i} \qquad p_i := \sqrt[n]{\prod_{j=1}^{n} a_{ij}} = \sqrt[n]{a_{i1}\times\cdots\times a_{in}} \qquad (i=1,\cdots,n)$
- 調和平均 h=$(h_1,h_2,\ldots h_n)$
  - ○ $h_i := \dfrac{q_i}{\sum_{i=1}^{n} q_i} \qquad q_i := \dfrac{1}{\frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}\frac{1}{a_{ij}}} \qquad (i=1,\cdots,n)$

【一対比較の整合性検証】

一対比較による重要度の信頼性を，整合度 $C.I.$ より検証する．通常，整合度が 0.1 以下であれば妥当とみなされる．

一対比較の整合度 C.I. と整合比 C.R.

・主固有ベクトルによる重みの場合の整合度

$$C.I.:=\frac{\lambda_1-n}{n-1}\quad(\lambda_1:A\text{の最大固有値})$$

・幾何平均・調和平均による重みの場合の整合度

$$C.I.:=\frac{\tau-n}{n-1}\quad\left(\tau=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}a_{ij}\frac{w_j}{w_i}\right)$$

・整合比 $C.R.:=\frac{C.I.}{R.I.}$

4. 道路斜面の危険度評価における適用例

道路斜面の落石・崩壊に対する危険度評価での適用事例を以下に示す．評価項目は 5 項目で，それぞれの評価を点数化した(表-1, 階層図として前出図-1 参照)．

◇落石・崩壊の発生源の分布状況(マトリクス評価)
◇ｼｭﾐﾚｰｼｮﾝによる落石ｴﾈﾙｷﾞｰの規模(5 段階評価)
◇ｼｭﾐﾚｰｼｮﾝによる被災確率の大小(5 段階評価)
◇被災履歴の有無と規模(マトリクス評価)
◇集水地形の単位面積(5 段階評価)

表-1 評価基準ごとの点数付け例

【落石・崩壊発生源】

発生源	ランク1	ランク2	ランク3	ランク4	ランク5
多　数	5	4	4	3	1
中　位	5	4	3	2	1
少　数	4	3	2	2	1

【落石エネルギー】

評　価	80%落石エネルギー(kJ)
5	E＞1,000
4	1,000≧E＞500
3	500≧E＞350
2	350≧E＞50
1	50≧E

【被災確率】

評　価	被災確率(%)
5	Ps＞80
4	80≧Ps＞60
3	60≧Ps＞40
2	40≧Ps＞20
1	20≧Ps

【被災履歴】

被災履歴	複数回	1　回	なし
落石φ＞1.0m	5	4	1
1.0m≧落石φ＞0.5m	4	3	1
0.5m≧落石φ	3	2	1

【集水地形】

評　価	単位集水域(m^2/m)
5	A＞800
4	800≧A＞400
3	400≧A＞200
2	200≧A＞100
1	100≧A

表-2 危険度評価における重み検討例

評価基準

1	発生源は落石ｴﾈﾙｷﾞｰに比べて	かなり重要でない
2	発生源は被災確率に比べて	非常に重要でない
3	発生源は被災履歴に比べて	やや重要でない
4	発生源は集水特性に比べて	やや重要である
5	落石ｴﾈﾙｷﾞｰは被災確率に比べて	やや重要でない
6	落石ｴﾈﾙｷﾞｰは被災履歴に比べて	やや重要である
7	落石ｴﾈﾙｷﾞｰは集水特性に比べて	非常に重要である
8	被災確率は被災履歴に比べて	かなり重要である
9	被災確率は集水特性に比べて	非常に重要である
10	被災履歴は集水特性に比べて	かなり重要である

一対比較	重要度
1	同程度に重要
3	やや重要
5	かなり重要
7	非常に重要
9	極めて重要
2, 4, 6, 8	補助的な数値

主固有ベクトル

危険度評価	発生源	落石ｴﾈﾙｷﾞｰ	被災確率	被災履歴	集水特性	重要度
発生源	1.000	0.200	0.143	0.333	3.000	0.065
落石ｴﾈﾙｷﾞｰ	5.000	1.000	0.333	3.000	7.000	0.265
被災確率	7.000	3.000	1.000	5.000	7.000	0.502
被災履歴	3.000	0.333	0.200	1.000	5.000	0.131
集水特性	0.333	0.143	0.143	0.200	1.000	0.037
					整合度CI 0.1>	0.076
					重要度合計	1.000

検討地域では，各評価項目の一対比較より被災確率が最も重要度が高いものと考えられた(表-2)．

一対比較行列から算出される重みを，各評価項目点数に掛け合わせ，AHP による総合点数を危険度評価点として，明確な順位付けを行った(表-2)．

表-3 危険度評価結果例

ID	H18施設管理番号	H18判定	H18ランク	安全・安心評価 発生源	落石ｴﾈﾙｷﾞｰ	被災確率	被災履歴	集水特性	AHP	AHP 順位
[illegible]	[illegible]	Ⅰ	1	4	5	5	5	4	4.899	1
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	5	4	5	5	2	4.625	2
[illegible]	[illegible]	Ⅰ	1	4	5	4	4	4	4.265	3
[illegible]	[illegible]	Ⅰ	1	5	2	4	2	3	3.235	4
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	4	1	5	4	3	3.670	5
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	2	1	5	1	4	3.183	6
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	3	2	5	1	4	3.513	7
[illegible]	[illegible]	Ⅰ	1	4	1	5	1	3	3.276	8
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	3	1	5	3	3	3.474	9
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	4	2	3	3	4	2.836	10
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	2	1	4	1	1	2.571	11
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	2	2	5	1	4	3.448	12
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	5	5	1	1	3	2.392	13
[illegible]	[illegible]	Ⅰ	1	5	5	1	1	1	2.319	14
[illegible]	[illegible]	Ⅱ	2	4	3	1	1	4	1.834	15

5. トンネルの地山評価における適用例

NATM トンネルの地山評価における適用事例を以下に示す．

トンネルの地山分類は，北海道開発局の場合，日本道路協会の地山分類による判定と北海道開発局の地山分類による確認によって総合的に評価される(図-2)．

日本道路協会の地山分類による判定

調査結果から次に示す項目に基づき、該当する地山等級を判定

・岩種，岩の硬さ，剥離性の有無
・岩　質
・水による影響
・不連続面の間隔や状態
・コアの状態およびRQD(10)
・弾性波速度
・地山強度比

↓

（地山等級判定）

↓

北海道開発局の地山分類による確認

日本道路協会の地山分類表で判定した地山等級の妥当性を北海道開発局分類表の物性値で確認

・RQD(5)
・亀裂係数
・地山定数(準岩盤圧縮強度，変形係数が主体)

不整合（再評価）　　整合

↓

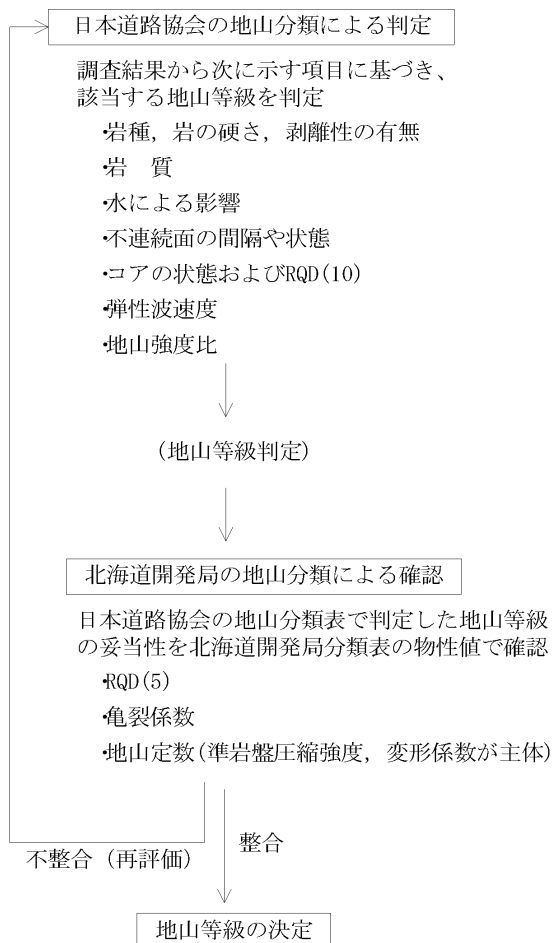
地山等級の決定

出典:「道路設計要領　第 4 集　トンネル」,北海道開発局

図-2 地山分類の流れ

AHP による地山評価を行うため，各地山分類の評価基準項目に従った階層構造とした(図-3)．

トンネル地山評価における検討事例として，以下のトンネル検討結果を示す．

・トンネル延長 849m，土被り最大 100m 程度

・地質は古第三紀の凝灰質な堆積岩

検討トンネルの場合、AHP による地山評価の重み付けは，日本道路協会の評価項目では『弾性波速度』、開発局の評価項目では『準岩盤圧縮強度』の重要度が高いものと考えられた(表-4)．

AHP による地山評価では，各評価項目の指標値で地山分類を行い点数化(E=1,DⅡ=2，DⅠ=3,CⅡ=4，CⅠ=5，B=6，A=7)し，算出された各項目の重み付けを掛け合わせ，その合計を AHP 評価点とした(表-5)．

表-5 中の実績評価は，通常の定性的な評価結果で，一部区間において，開発局の評価項目で通常評価と AHP 評価が異なるものの，日本道路協会と開発局との総合評価では，すべて合致する．

AHP 評価により，定性的な主観的判断の裏付けが可能と考えられる．

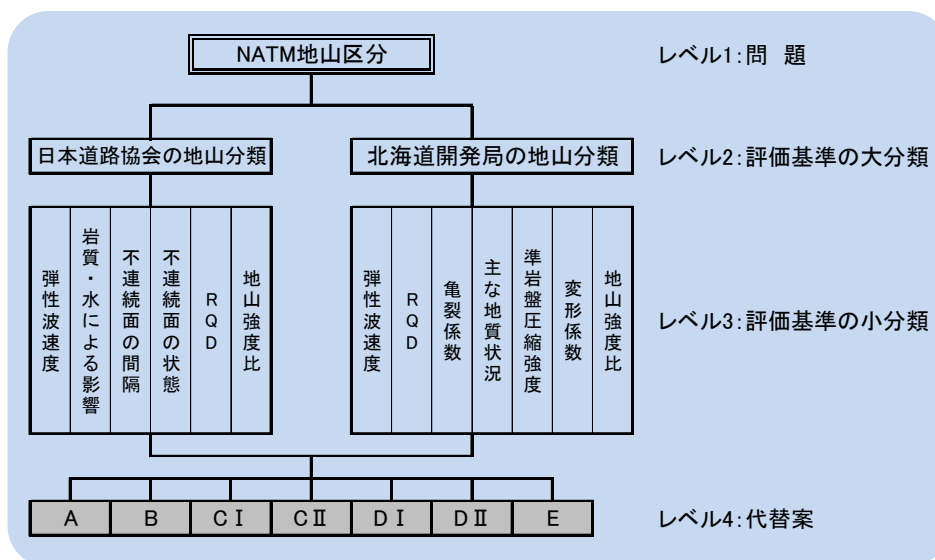



図-3　トンネル地山評価の AHP 階層図

表-4　トンネル地山評価の重み検討例

【レベル 2】

評価基準	日本道路協会	開発局	重要度
日本道路協会	1	1/3	0.250
開発局	3	1	0.750

主固有ベクトル

整合度CI 0.1>　0.000

一対比較	重要度
1	同程度に重要
3	やや重要
5	かなり重要
7	非常に重要
9	極めて重要
2, 4, 6, 8	補助的な数値

【レベル 3：日本道路協会】

評価基準	弾性波速度	岩質･水による影響	不連続面の間隔	不連続面の状態	RQD(10)	地山強度比	重要度
弾性波速度	1	7	9	7	9	5	0.541
岩質･水による影響	1/7	1	5	1	5	1/3	0.101
不連続面の間隔	1/9	1/5	1	1/5	1	1/7	0.029
不連続面の状態	1/7	1	5	1	5	1/3	0.101
RQD(10)	1/9	1/5	1	1/5	1	1/5	0.031
地山強度比	1/5	3	7	3	5	1	0.197

主固有ベクトル

整合度CI 0.1>　0.087

【レベル 3：北海道開発局】

評価基準	弾性波速度	RQD	亀裂係数	主な地質状況	準岩盤圧縮強度	変形係数	地山強度比	重要度
弾性波速度	1	1	1	1/9	1/9	1/3	1/7	0.027
RQD	1	1	1	1/9	1/9	1/3	1/7	0.027
亀裂係数	1	1	1	1/9	1/9	1/3	1/7	0.027
主な地質状況	9	9	9	1	1/3	7	3	0.269
準岩盤圧縮強度	9	9	9	3	1	7	5	0.424
変形係数	3	3	3	1/7	1/7	1	1/7	0.055
地山強度比	7	7	7	1/3	1/5	7	1	0.171

主固有ベクトル

整合度CI 0.1>　0.088

表-4　トンネル地山評価例

大分類	重要度	小分類	重要度	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
評価基準				Oトンネル SB-2判定区間									
日本道路協会	0.25	弾性波速度	0.541	DⅠ	DⅠ	DⅠ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ
		岩質・水による影響	0.101	CⅠ	CⅠ	CⅠ	B	B	B	B	B	B	B
		不連続面の間隔	0.029	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	B	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ
		不連続面の状態	0.101	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ
		RQD(10)	0.031	CⅡ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	B	B	CⅠ	B	B	B
		地山強度比	0.197	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ
		実績評価		CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ
		AHP評価		CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ
開発局	0.75	弾性波速度	0.027	CⅠ	CⅠ	CⅠ	B	B	B	B	B	B	B
		RQD(5)	0.027	CⅠ	B	CⅠ	B	B	B	B	B	CⅠ	B
		亀裂係数	0.027	CⅠ	CⅠ	B	B	B	B	B	B	B	B
		主な地質状況	0.269	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ
		準岩盤圧縮強度	0.424	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ
		変形係数	0.055	B	CⅠ	CⅠ	B	CⅠ	B	CⅠ	B	CⅠ	B
		地山強度比	0.171	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅡ
		実績評価		CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ
		AHP評価		CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ
実績総合評価				CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ
AHP総合評価				CⅡ	CⅡ	CⅡ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅠ	CⅡ	CⅠ	CⅠ

			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
1	E											
2	DⅡ	日本道路協会AHP評価点	3.560	3.591	3.560	4.362	4.393	4.423	4.362	4.393	4.393	4.393
3	DⅠ	平均評価点	4.000	4.167	4.000	4.833	5.000	5.167	4.833	5.000	5.000	5.000
4	CⅡ	開発局AHP評価点	4.190	4.586	4.586	4.964	4.908	4.964	4.908	4.270	4.882	4.964
5	CⅠ	平均評価点	4.714	4.857	4.857	5.429	5.286	5.429	5.286	5.143	5.143	5.429
6	B	総合AHP評価点	4.033	4.337	4.329	4.813	4.779	4.828	4.772	4.301	4.759	4.821
7	A	平均評価点	4.357	4.512	4.429	5.131	5.143	5.298	5.060	5.071	5.071	5.214

6. おわりに

複数の代替案に対して評価を行う「多基準分析手法」には，AHP 法以外に「トレード・オフ法」や「レジーム法」等があるが，公共施設の比較検討で用いる「○」or「×」による点数で評価する「加重総和法」が最も一般的である．

斜面の危険度評価やトンネルの地山分類などでは，評価基準が多く，各評価項目間で共通尺度がないため，加重総和法などにおける評価では，十分な理解が得られない場合も多い．

評価結果の説明において，各評価項目をレーダーチャートにより図化するなどの試みも行なっているが(図-3)，最終評価に至った過程が不明瞭なため，補足説明が不可欠となる．

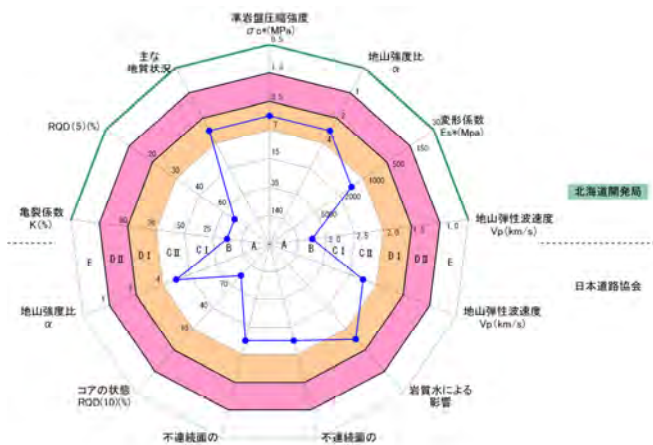



図-3　トンネル地山評価でのレーダーチャート例

AHP 法による評価では，どの評価項目を重要と考えたか，思考過程が明確化されるため，広く一般的に理解されやすく，透明性も確保できる．

現在 AHP 法は，「地すべり地形評価」や道路事業評価として「費用便益法」との併用での採用報告はあるものの実績は少ない．ただし，本検討のように評価対象の数が多く，評価基準の共通尺度がない場合でも定量的な評価が可能で，定性的な主観的判断の裏付けも可能であり，その適用範囲は広いと考えられる．また，採用に当たっても表計算ソフトで容易に作成可能であり汎用性も高いことから，今後以下のような活用が期待できる．

①対象地域や対象物に対して，固有の統一した評価基準を作成できるため，評価者による判断誤差を無くす指標として利用できる．

②暗黙知的な技術判断の思考過程が明確化(視覚化)され，定量化されるため，評価の共有化として活用できる．

③データ種類に影響されず修正が容易なため，感度分析が可能で，災害原因の究明や影響因子の特定ツールとなり得る．

④重み付けの見直しや評価項目の追加など，随時修正が可能なため，不確実性を伴う地質リスクの評価において，以後の調査やモニタリング結果に合わせて評価を見直すフィードバック管理(順応的管理)が可能である．

引用文献

1) 酒井博章・河又久雄，2010，AHP 法による斜面対策の優先度評価，NOTE･KOEI，Vol.18，開発工営社，9-12．

2) 高萩栄一郎・中島信之，2005，Excel で学ぶ AHP 入門，オーム社．

築堤盛土内の地下水位変動
Groundwater Level Fluctuation in Embankment

○高橋慶行，河又久雄（開発工営社）
Yoshiyuki Takahashi, Hisao Kawamata

1. はじめに

今年の融雪期に発生した霧立峠，中山峠の土砂災害に見られるように，北海道では融雪水の浸透によって地下水位の急激な上昇を招き，斜面や盛土の不安定化を引き起こすことが懸念される．

ここでは，築堤盛土における融雪期の地下水変動を二次元浸透流計算により予測解析し，地下水観測結果を基に予測計算の妥当性を検証した事例を報告する．

2. 解析概要

予測解析の流れを**図－１**に示し，以下に概要を示す．

【検討モデル作成】地質調査結果を基に，調査検討断面の形状および地盤構成をモデル化し，浸透流計算に必要な地盤定数を設定した．なお，断面形状および土層構成は,「手引き [1]」に従いモデル化を行った．

(検討モデル作成の考え方)(「手引き [1]」より抜粋)

1)断面形状のモデル化

堤外地側：平常時に河川水が存在する箇所までとする．ただし，高水敷幅が 100m 以上となる場合は，表法尻から 100m 程度の範囲とする．

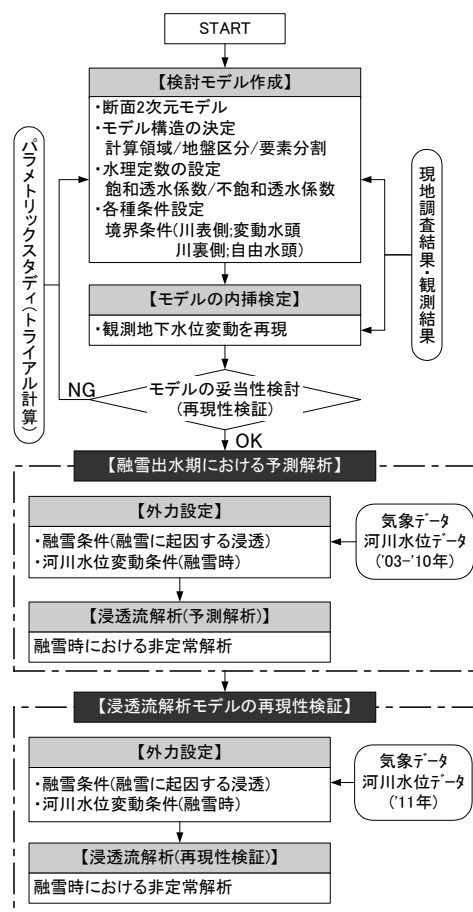
堤内地側：河川や水路等の水位条件が把握されている箇所（水位一定境界）までとする．ただし，無い場合は裏法尻から堤防高さの 10 倍程度の範囲とする．

2)土層構成のモデル化

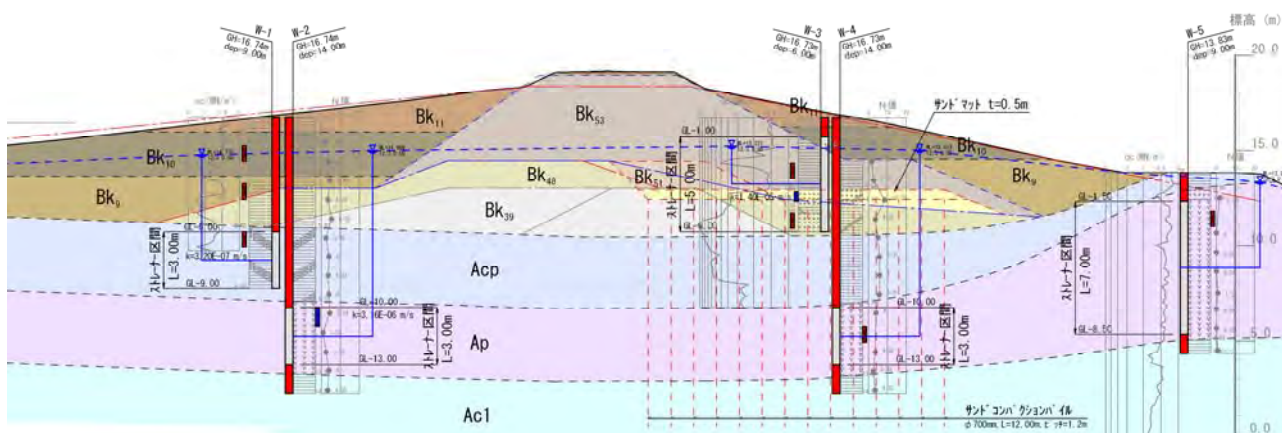
深さ方向：基礎地盤の上面から 10m 程度とする．基礎地盤が透水性地盤の場合はその下限までとする．

透水性地盤が厚い場合：地下水面から水位変動量（計画高水位と地下水位または平水位との差)の 3～6 倍，最大 20m 程度の深さまでとする．

難透水性地盤で構成される場合：堤内地盤高もしくは平水位のいずれか低い高さ以下 2～3m までとする．

【モデルの内挿検定】検討モデルについては，設定した検討モデルの妥当性を検証するため，降雨によって地下水位の変化が見られた期間の観測データを用いて内挿検定を行い，主に地盤の透水係数を変化させたパラメトリックスタディによって検討モデルの精度向上を図った．

図－１　予測解析の流れ

【融雪出水期における予測解析】内挿検定後の検討モデルを用いて，融雪出水期における堤体内の浸潤面変化を浸透流計算により推定した．計算に用いた外力は，過去 8 年間における融雪期の気象データ（積雪

図－２　調査検討断面および観測孔位置図

深より融雪量を推定)および河川水位データとした.

【浸透流解析モデルの再現性検証】内挿検定後の検討モデルを用いて，2011 年の融雪出水期における水位観測データを外力波形として浸透流計算を行い，堤体内の浸潤面変化と地下水観測データを比較し，検討モデルの妥当性を検証した.計算に用いた外力は，2011 年の融雪期の気象データ(積雪深より融雪量を推定)および河川水位データとした.

3. 融雪出水期における予測解析結果

(1)解析における外力設定

設定した浸透流計算時の外力波形を**表－１**に示し，各条件の設定方法を以下に示す.

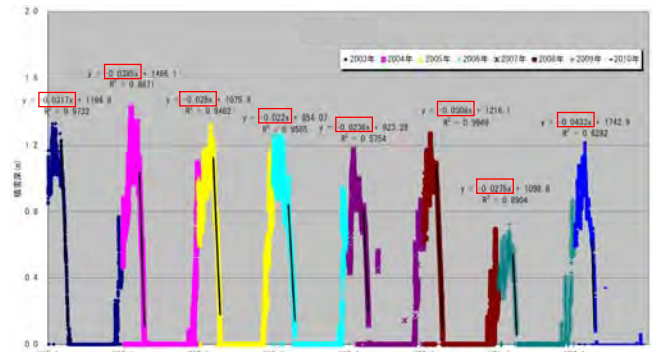
表－１　外力条件一覧

検討内容	融雪出水期の浸透特性の検討	
初期(事前)	降雨(融雪)量	0.64 mm/hr
	継続時間	720 hr
水位高	平水位→観測平均水位→平水位	
水位低下勾配	観測平均水位	

【降雨(融雪量)の設定】

各年における積雪深の変化を**図－３**に示す.積雪深低下速度の傾きを回帰直線より求めると，0.0220～0.0433m･day^{-1}となり，雪面低下量の日平均は 0.0307m･day^{-1}となる.これより，雪面低下法[2)]を用いて融雪量を推定すると，1.535cm･day^{-1} (=0.64mm･hr^{-1}) となる.

【継続時間の設定】

融雪量全てが地表面に達すると仮定（当然蒸発量等の推定が困難であるため，最大量として仮定）すると，

図－３　積雪深変化図（2003 年-2010 年）

0.64mm･hr^{-1}程度の融雪水が，調査地全体に浸透しているものと推定される.調査地の融雪期間は 3 月上旬～4 月中旬の約 1.0 ヶ月間(≒30 日=720 時間)であるため，0.64 mm･hr^{-1}程度の降雨が約 30 日間あるような影響を融雪期に受けているものとして設定した.

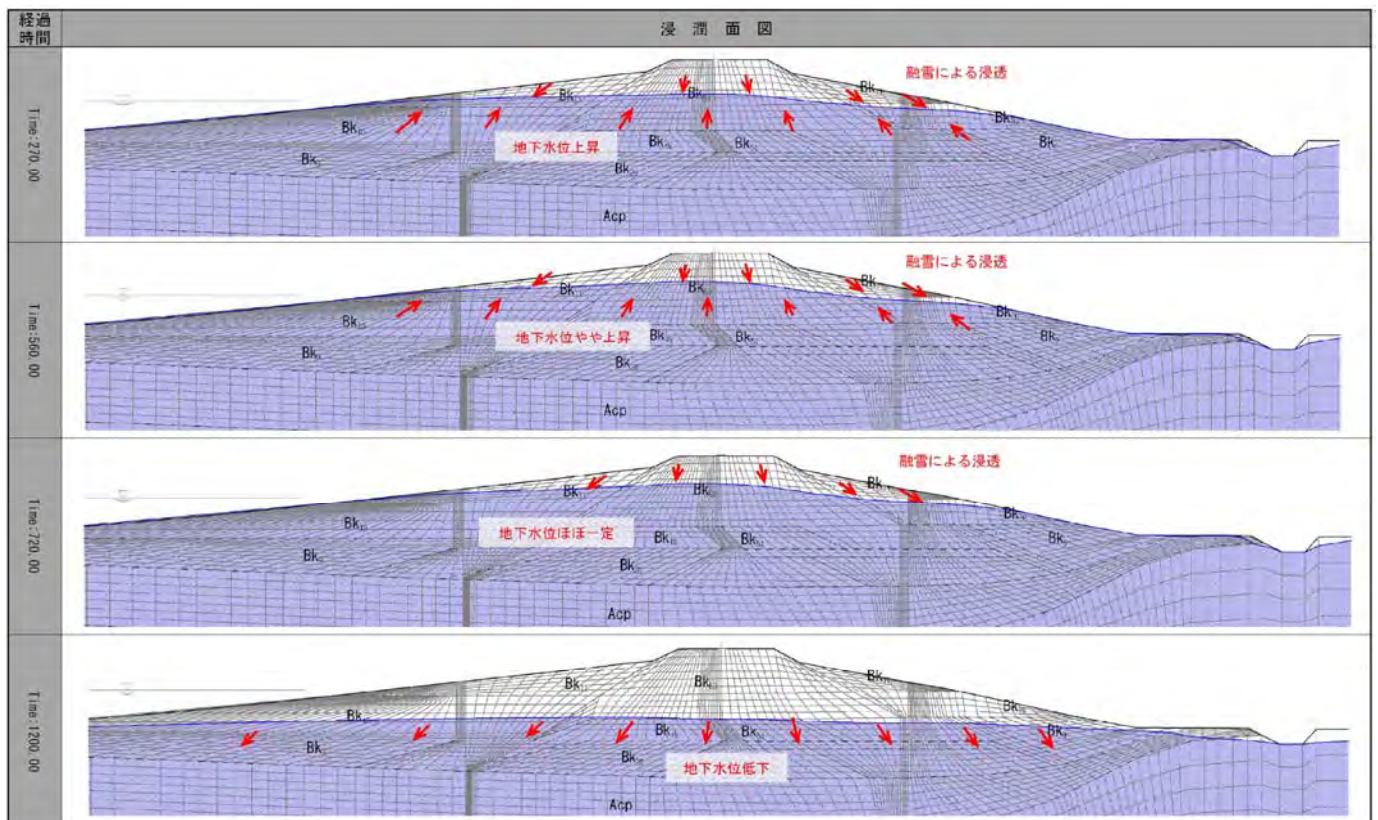
(2)予測解析結果

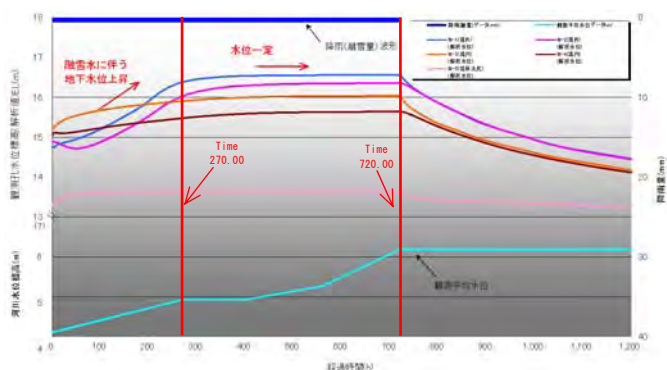
浸透流計算における検討モデルの湿潤面の経時変化を**図－４**に示し，各経過時間の概要を以下に示す.

【Time:270.00】融雪水による堤体内への浸透が継続し，地下水位の上昇を引き起こす.堤内側の法尻が飽和面を形成し，計画高水位以深は飽和状態となる.

【Time:560.00】浸透が継続し，それに伴い地下水位がやや上昇する.飽和状態は継続している.

【Time:720.00】堤体内への浸透末期だが，地下水位はほぼ一定である.飽和状態は継続している.

【Time:1200.00】融雪水の供給が終了し，時間の経過とともに地下水位が低下する.供給終了後 20 日経過時点で堤内地盤高付近まで地下水位が低下する.

図－４　浸潤面の経時変化（融雪出水期予測解析）

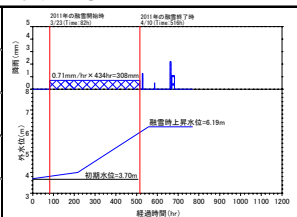
各観測孔における計算水位の経時変化を図－５に示す．これによると，融雪水の供給開始とともに地下水位が上昇する傾向が見られた．270 時間を超えた付近から融雪終了時にかけて各孔とも地下水位が一定となり，融雪水の供給終了（720 時間経過）後は時間の経過とともに地下水位が低下する傾向が見られた．

図－５　浸潤面の経時変化（観測孔毎）

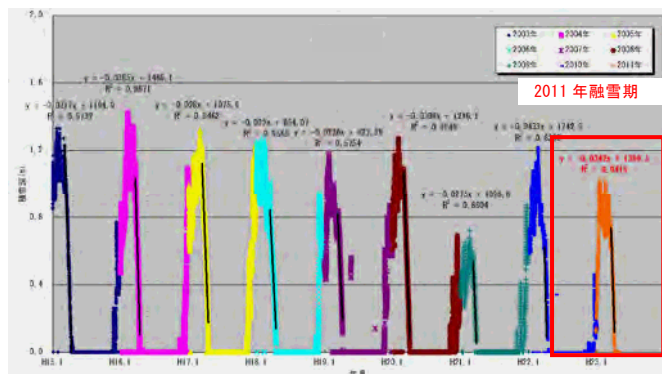
4. 浸透流解析モデルの再現性検証

(1) 解析における外力設定

設定した浸透流計算時の外力波形を表－２に示し，各条件の設定方法を以下に示す．

表－２　外力条件一覧

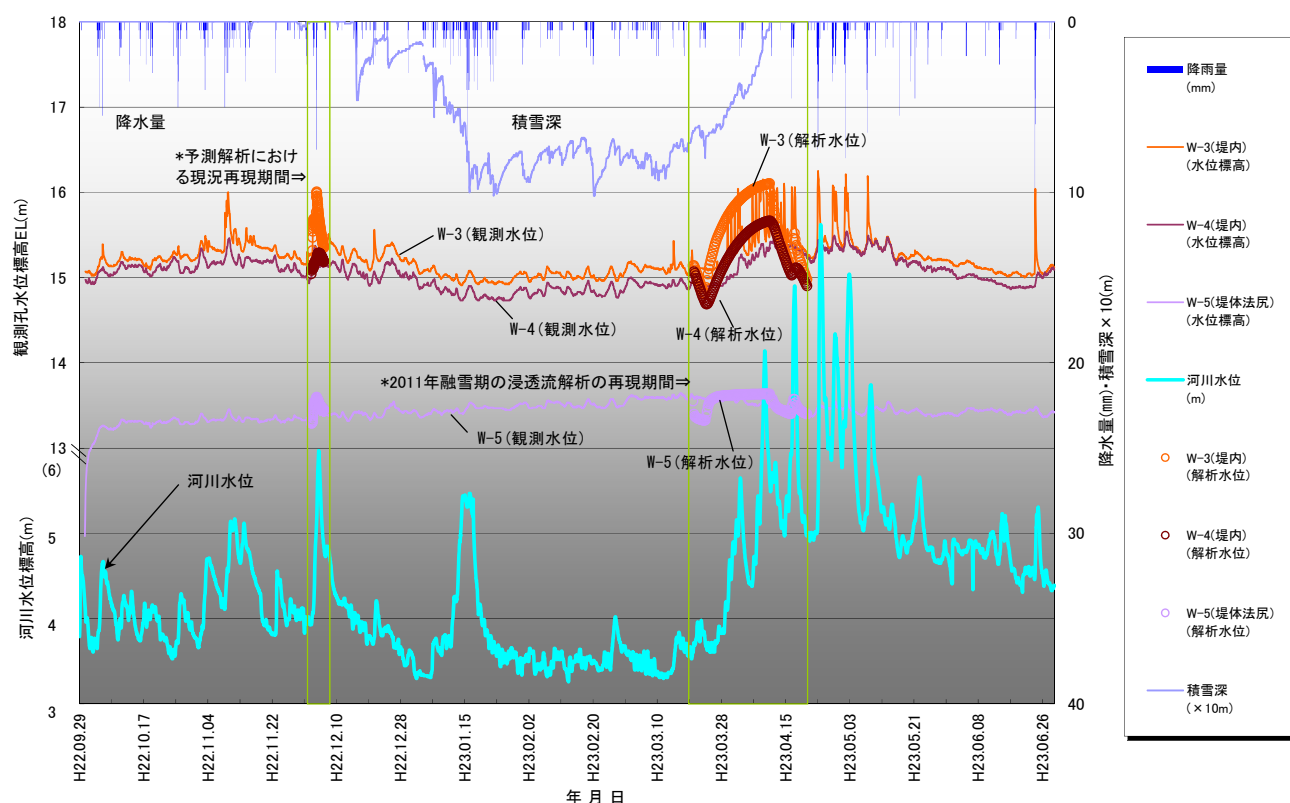
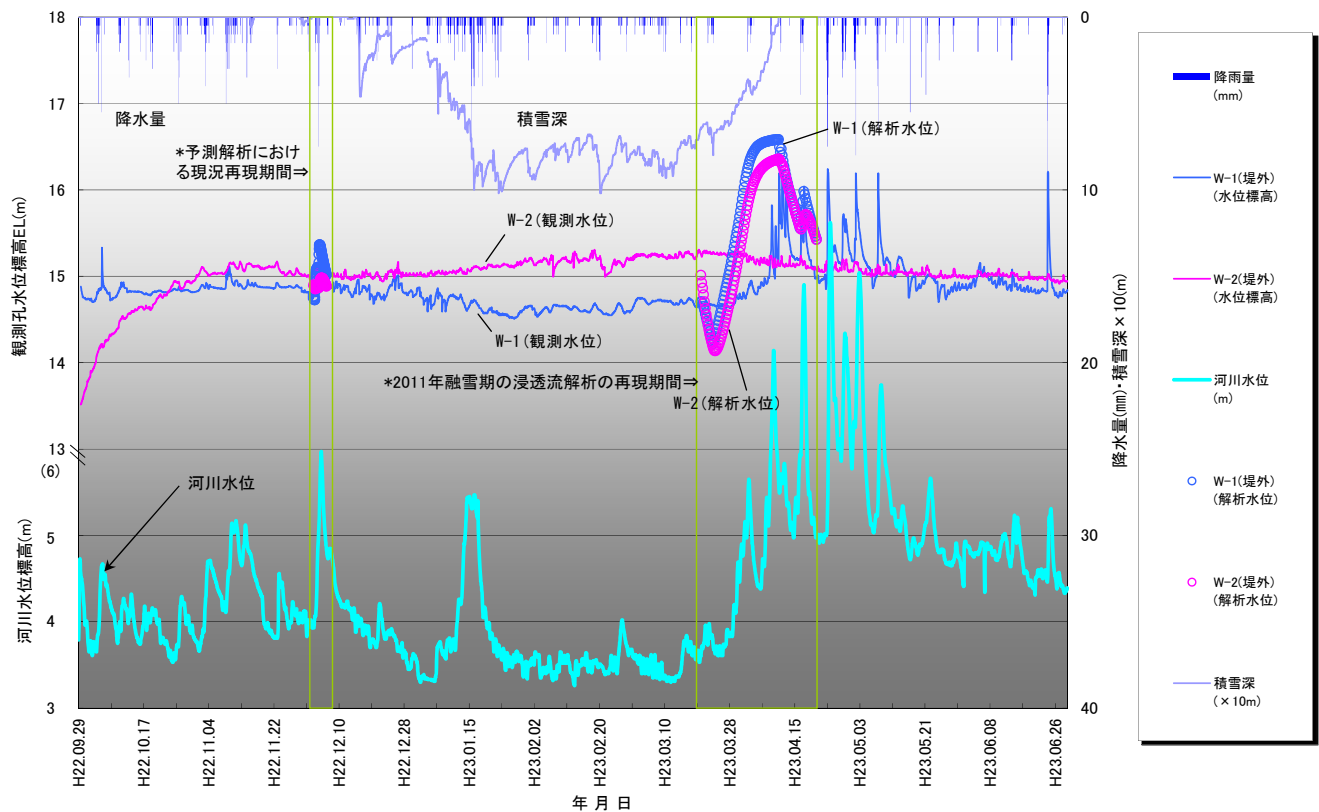
検討内容	融雪出水期の再現性検討	
初期（事前）	降雨(融雪)量	0.71 mm/hr
	継続時間	434 hr
水位高	平水位→観測平均水位→平水位	
水位低下勾配	観測平均水位	

【降雨（融雪量）の設定】

2011 年の積雪深の変化を図－６に示す．2011 年における積雪深低下速度の傾きを回帰直線より求めると，雪面低下量の日平均は 0.0342m･day^{-1} となる．これより，雪面低下法 [2] を用いて融雪量を推定すると，1.71cm･day^{-1}（=0.71mm･hr^{-1}）となる．

図－６　積雪深変化図（2011 年）

【継続時間の設定】

融雪量全てが地表面に達すると仮定すると，0.71mm･hr^{-1} 程度の融雪水が，調査地全体に浸透しているものと推定される．2011 年における調査地の融雪期間は，3/23 10:00～4/10 12:00 の約 18 日間（=434 時間）であったため，0.71 mm･hr^{-1} 程度の降雨が 434 時間あるような影響を融雪期に受けているものと設定した．

(2) 再現性検証結果

設定した外力波形をもとに浸透流計算を行い，得られた計算水位の経時変化と実測地下水位観測データとの比較により再現性の検証を行った．堤内側，堤外側に対する比較図を図－７，図－８にそれぞれ示す．

図－７　再現性検証比較図（堤内側）

図－８　再現性検証比較図（堤外側）

【堤内側における解析水位と観測水位の比較結果】

○W-3 箇所（対象層：**築堤盛土 B**）の解析水位変化は，観測水位の日ピーク水位とほぼ一致する．

○W-4 箇所（対象層：**泥炭 Ap**）の解析水位は，観測水位と比べやや高く，水位の上昇時期もやや早い．

○W-5 箇所（対象層：**泥炭 Ap**）の解析水位は，観測水位の水位変化においてほぼ一致する．

⇒堤内側の解析結果は，観測結果と比べ概ね現況再現できているものと考えられる．

【堤外側における解析水位と観測水位の比較結果】

○W-1 箇所（対象層：**泥炭混じり粘土 Acp**）の解析水位の最高位は，観測水位のピーク時とほぼ等しいものの，水位の上昇時期が早く一致していない．

⇒堤外側に厚く分布する泥炭混じり粘土層の観測水位は，融雪末期後に降雨の影響を受けたことによって大きな変動を示す傾向が見られた．一方，解析水位は，融雪期当初から上昇傾向を見せており，水位変化において一致しない結果となった．しかし，**積雪深の変動と観測水位を比べると相関は認められるため，融雪の影響は受けているものと判断され，地盤の透水特性（保水性）の違いが水位変化に影響しているものと推測される．**

○W-2 箇所（対象層：**泥炭 Ap**）の解析水位は，観測水位と比べると水位が高く，水位変動も一致しない．

⇒堤外側の泥炭層の観測水位は，堤内側の泥炭層の観測水位とも挙動が一致しない．地層としては，堤体横断上連続しているものの，**堤体荷重による圧密によって，透水特性は大きく異なっているものと推測される．**

⇒堤外側の泥炭層の観測値では，積雪時期に水位が高くなっており，融雪と共に水位が低下する．これらは，積雪時期において**積雪荷重による間隙水圧の上昇が発生したものと考えられ，一方，融雪時期においては，積雪荷重による間隙水圧の消散と融雪水の浸透による影響**を受けたものと考えられる．

5. おわりに

①本検証結果より，融雪期の地下水位変動は浸透流計算等を用いることによって，おおよその予測は可能であると考えられる．

②北海道の積雪地では，年間を通して融雪期が最も地下水位が上昇している場合がある．

③本検証結果より，斜面や盛土の安定を検討する上では，融雪期の地下水上昇を十分に考慮した検討を行う必要性がある．

④北海道における融雪期間は，2 週間から長いところで 4 週間以上にもおよぶ地域がある．従って，融雪期間内に発生する豪雨や地震なども十分に想定されるため，地域特性を十分に考慮した検討が重要と考える．

引用文献

1) 財団法人国土技術研究センター，2002，河川堤防の構造検討の手引き

2) 小島賢治，1979，融雪機構と熱収支，気象研究ノート，136, 1-38.

ビーチロックのセメント物質含有量と一軸圧縮強さの相関に関する検討
Relation between Cement Content and Unconfined Compressive Strength of Beachrocks

○檀上尭，川﨑了（北海道大学大学院），畠俊郎（長野工業専門学校）
Takashi Danjo, Satoru Kawasaki, Toshiro Hata

1. はじめに

筆者らは，沿岸域で適用可能な自然由来の人工岩盤の開発を進めており，そのモデルとしてビーチロックに注目している．地学辞典（2000）に記載されているビーチロックの定義は,「砂浜の潮間帯に生ずる非常に新しい固結した石灰質岩．(中略) セメント物質は石灰質・鉄分，非セメント物質は粒度・質に関係なくあらゆるものを含む.」となっている．ビーチロックは，形成年代が数十年から数千年程度と，砂岩や泥岩などに比べて短期間で固結するため，筆者らが考える人工岩盤のモデルに適しているといえる．

そこで本研究では，ビーチロックが短期間で固結し，さらに台風や高潮時の波による浸食の影響に耐えうるだけの強度となる理由について考察するため，ビーチロックのセメント物質含有量と一軸圧縮強さの相関について検討した．

2. 試験方法

調査地点は，沖縄県名護市済井出（地点 N，写真－1）と石川県輪島市渋田町（地点 W，写真－2）の 2 か所を対象とし，以下の試験・分析を実施した．

2.1 針貫入試験

両地点のビーチロックに対して，軟岩ペネトロ計（丸東製作所製，SH-70）により現場試験を実施した．測定値から針貫入勾配である N_P（N/mm）を求め，本装置の取扱説明書に記載されている N_P と一軸圧縮強さの相関図より，一軸圧縮強さを算出した．

2.2 元素分析

両地点における固結の程度の異なるビーチロックおよび未固結堆積物の試料を室内に持ち帰り，蛍光 X 線分析装置（リガク社製，EDXL300，以下 XRF）を用いて元素分析を行なった．また，セメント物質の微視的な観察と元素分析を行なうため，走査型電子顕微鏡 SEM（島津製作所製，SUPERSCAN SS-550）とエネルギー分散形 X 線分析装置（島津製作所，SEDX-500，以下 EDX）により試験した．

写真－1　地点 N のビーチロック

写真－2　地点 W のビーチロック（上部は陸側，下部は海側）

2.3 鉱物分析

上記 2.2 と同じ試料に対して，X 線回折装置（リガク社製，MultiFlex 2kW）により鉱物分析を行なった．

3. 結果および考察

両地点のビーチロックは，海側で露出している状態のものと陸側で土中に埋まっている状態のものが見られた．これら 2 つの状態のビーチロックおよび土中のビーチロック上の未固結堆積物を対象に行なった試験結果は，次のとおりである．

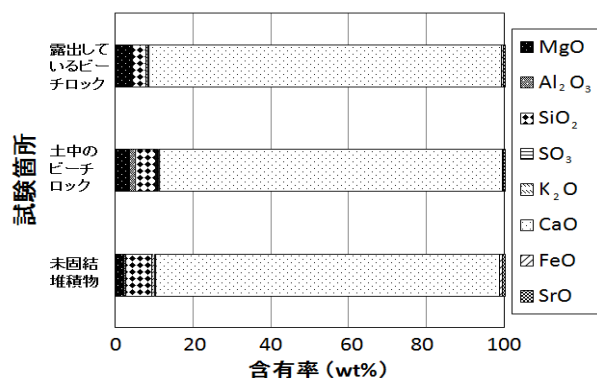
3.1 針貫入試験

針貫入試験の結果は，表－1 のとおりである．表－1 より，針貫入勾配から換算した一軸圧縮強さ q_u は，地点 W より地点 N の方が大きいことがわかる．また，両地点に共通して，露出しているビーチロックは土中のビーチロックよりも q_u が大きい．これは，Vousdoukas, M. I. et al.[1)] の「海側で露出しているビーチロックよりも陸側で土中に埋まっているビーチロックの方が固化の程度が低い」という報告と調和的である．

表－1　針貫入勾配から換算した一軸圧縮強さ q_u の平均値と標準偏差

状態	地点 N (MPa)	地点 W (MPa)
露出している ビーチロック	22.1 ± 8.1 (測定箇所 15 点)	2.0 ±0.6 (試験箇所 17 点)
土中の ビーチロック	3.4 ± 2.2 (測定箇所 5 点)	0.9 ±0.4 (試験箇所 13 点)

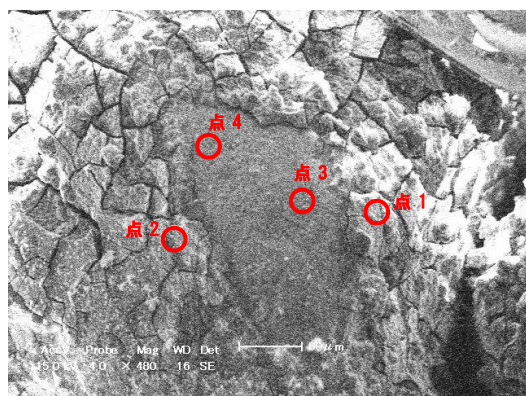
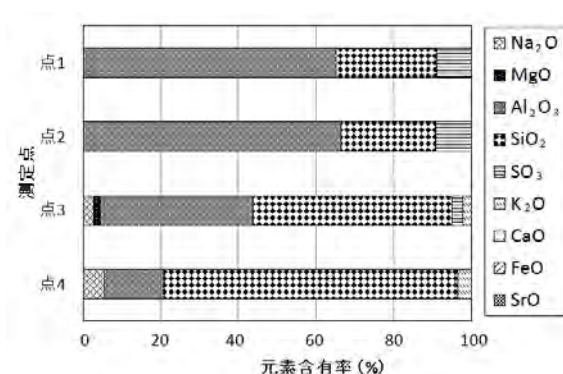
3.2 元素分析

まず地点Nについて，XRFによる露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の各 1 試料ずつの測定結果を，図－1に示す．同図より，露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の順に MgO の占める割合が高く，SiO_2 の割合が低い傾向が見られた．なお，EDX でも同様の結果が見られた．

図－1　XRF（全岩分析）による地点 N の各試料の元素含有率（試料数は一つずつ，測定回数は各１回）

次に，地点Wについて，露出しているビーチロックの試料表面の SEM 画像の一例を図－2に示す．また，同図中の４点（丸印）についての EDX による点分析の結果を図－3に示す．

図－2より，皮膜状に覆ったセメント物質が砂粒子を覆っている．これは，小笠原らの報告[2]と同様である．また，図－2の中心部は，セメント物質が剥がれている部分であると推察される．さらに，図－3より，セメント物質である点１および点２は，砂粒子である点３および点４に比べ，Al_2O_3 が占める割合が高い．

3.3 鉱物分析

紙面の都合上，XRD の結果は割愛するが，露出しているビーチロック，土中のビーチロック，未固結堆積物の含有鉱物は，両地点においてそれぞれで共通していた．すなわち，地点Nでは magnesian calcite,

図－2　地点Wの露出しているビーチロックの SEM 画像（図中のスケールバーの長さは 50 μm.）

図－3　図－2中の点1～4についての EDX による元素含有率

aragonite, quartz, 地点Wでは quartz, albite, calcite, montmorillonite にピークが見られた．

3.4 セメント物質と一軸圧縮強さ q_u の関係

地点Nについて，SEM および EDX の分析結果より，ビーチロックの試料表面は主に CaO と MgO からなり，その結晶形は magnesian calcite であった[3]．そのため，ビーチロックのセメント物質は magnesian calcite であると推定される．また，表－1と図－1より，q_u の増加に伴って MgO の含有率が増加していることがわかる．したがって，セメント物質である magnesian calcite の増加に伴って，q_u が増加すると考えられる．

また，地点Wについて，EDX による分析結果[3]より，未固結堆積物よりもビーチロックの方がセメント物質の主成分である Al_2O_3 の含有率が大きかった．そのため，セメント物質である Al 化合物の増加に伴って，強度が増加すると推察される．

4. まとめ

- 地点NおよびWでの露出しているビーチロックの一軸圧縮強さは，平均 22 MPa および 2 MPa であった．
- 地点 N について，セメント物質である magnesian calcite の増加に伴い，強度が増加すると考えられる．
- 地点 W について，セメント物質である Al 化合物の増加に伴って，強度が増加すると推察される．

参考文献

1) Vousdoukas, M. I., Velegrakis, A. F., Plomaritis, T. A. (2007) : Beachrock occurrence, characteristics, formation mechanisms and impacts, *Earth-Science Reviews*, Vol.85, pp. 23-46.

2) 小笠原 洋・吉冨健一・次重克敏（2004）：能登半島，輪島市曽々木海岸のビーチロック，日本応用地質学会中国四国支部平成 16 年度研究発表会，pp.31-34.

3) 檀上　尭（2012）：ビーチロックの力学特性に関する基礎的研究，北海道大学大学院工学院環境循環システム専攻平成 23 年度修士論文，76p.